

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ  
І ВИКОНАННЯ КОНТРОЛЬНОЇ РОБОТИ  
З НАВЧАЛЬНОЇ ДИСЦИПЛІНИ

# ВОДОПОСТАЧАННЯ

*(для студентів 4 курсу всіх форм навчання напряму підготовки  
6.060103 – «Гідротехніка (Водні ресурси)»)*

**Харків – ХНАМГ – 2011**

Методичні вказівки для проведення практичних занять і виконання контрольних робіт з навчальної дисципліни «Водопостачання» (для студентів 4 курсу всіх форм навчання напряму підготовки 6.060103 – «Гідротехніка (Водні ресурси)»). / Харк. нац. акад.. міськ. госп-ва; уклад.: Г. І. Благодарна, О. В. Булгакова. – Х.: ХНАМГ, 2011. – 36 с.

Укладачі: Г. І. Благодарна,  
О. В. Булгакова

Рецензент: доц. К.Б. Сорокіна

Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення та очищення вод, протокол №1 від 28.08.2009 р.

## ЗМІСТ

	стор.
1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА СИСТЕМ ВОДОПОСТАЧАННЯ.....	4
1.1.Визначення експлуатаційних витрат та собівартості води під час проектування систем водопостачання (для денної та заочної форм навчання).....	4
1.2.Розрахунок зон санітарної охорони (для денної форми навчання).....	6
2. СПОРУДИ ДЛЯ ЗАБОРУ ВОДИ, КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ТА ЇХ ТИПИ.....	11
2.1.Розрахунок водоприймальних споруд берегового та руслового типа. (для денної форми навчання) .....	11
2.2.Розрахунок проектування водозаборів з поверхневих джерел у особливих випадках (для денної форми навчання) .....	12
2.3.Розрахунок водозабірних свердловин, фільтрів, підбор насосів. (для денної форми навчання) .....	12
2.4.Побудова сумарного графіка водоспоживання та визначення розрахункових витрат води водопроводу, який проектується (для денної та заочної форм навчання) .....	15
2.5.Визначення витрат води на господарсько-питні та комунальні потреби населених пунктів, підприємств (для заочної форми навчання).....	16
3. ВОДОПРОВІДНА МЕРЕЖА, ЇЇ ОБЛАДНАННЯ ТА РОЗРАХУНОК (для заочної форми навчання).....	24
3.1.Метод графічного розподілу систем водопостачання на зони...	24
3.2.Трасування міських водопровідних мереж.....	26
3.3.Розрахунок кільцевої водопровідної мережі.....	27
4. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ СПОРУД ТА ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ (для заочної форми навчання).....	30
4.1.Особливості гідравлічного розрахунку відкритих каналів.....	30
4.2.Гідравлічний розрахунок кільцевої водопровідної мережі.....	33
5. Список джерел.....	35

# 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА СИСТЕМ ВОДОПОСТАЧАННЯ

## 1.1. Визначення експлуатаційних витрат та собівартості води під годину проектування систем водопостачання (для денної та заочної форм навчання)

Річні експлуатаційні витрати і собівартість 1 м<sup>3</sup> реалізованої води визначається за кошторисом експлуатаційних витрат шляхом розрахунку наступних статей витрат :

1. матеріали (хімічні реагенти);
2. електроенергія;
3. паливо;
4. заробітна плата робітників;
5. нарахування на заробітну плату;
6. цехові й загальноексплуатаційні витрати.

Підрахунок окремих статей витрат робиться таким чином:

### 1) Матеріали:

Вартість реагентів складається з відпускної вартості і витрат на заготівлю і доставку їх на склад водопровідної станції.

$$M=Q \cdot (10000 \cdot B) \quad (1.1)$$

де,  $Q_{\text{год}}$  - річна кількість оброблюваної води, м<sup>3</sup>;

$D$  - доза реагенту, міліграма/л;

$C$  - відпускна ціна за 1 тону реагенту, тис. грн.;

$Do$  - коефіцієнт, що враховує витрати на заготівлю і доставку, приймається рівним 1,15;

$U$  - вміст основної речовини в товарному реагенті,

### 2) Електроенергія:

Кількість електроенергії, необхідна для підйому і подання води насосними станціями на рік, визначається за формулою:

$$\mathcal{E} \cdot (102 \cdot \text{КПД}_n \cdot \text{КПД}_d) \quad (1.2)$$

де,  $Q_0$  - середня кількість перекачуваної води, л/з;

$A_{\text{ле}}$  - висота підйому води, м;

$t$  - число годин роботи насоса протягом року, година;

$\text{КПД}_n$  - ККД насоса, приймається за каталогом;

$\text{КПД}_d$  - ККД двигуна,

$$\mathcal{E} \cdot (102 \cdot 0,55 \cdot 0,93) = 7113976 \text{ кВт}$$

При тарифі за електроенергію 0,40 грн. /кВт\*ч витрати складуть:

$$7113976 \cdot 0,40 = 3651 \text{ тис. грн.}$$

Встановлена потужність визначається за формулою:

$$N = (P \cdot K_o \cdot EN) / \cos, \quad (1.3)$$

де,  $P$  - коефіцієнт, що враховує трансформаторний резерв, 1,5;

$K_o$  - коефіцієнт, що враховує електроосвітлювальне навантаження 1,06;

$EN$  - сума потужностей усіх робочих електродвигунів низької напруги :

$$EN \cdot (102 \cdot \text{КПД}_n \cdot \text{КПД}_d)$$

$$EN \cdot (102 \cdot 0,55 \cdot 0,93) = 812$$

$$N = (1,5 * 1,06 * 812) / 1,06 = 1218 \text{ кВА}$$

При тарифі 0,42 грн. /кВА витрати складуть:

$$1218 * 0,42 = 51 \text{ тис. грн.}$$

Загальні витрати на електроенергію складуть:

$$\Xi_{\text{общ}} = 3651 * 51 = 3702 \text{ тис. грн.}$$

### 3). *Паливо.*

Оскільки в проекті, що розробляється, не передбачені двигуни внутрішнього згорання, тому ці витрати ми не рахуємо.

### 4). *Заробітна плата виробничих робітників.*

Чисельність робітників визначається відповідно до нормативів. Нормативами передбачена явочна чисельність для усіх професій робітників, окрім обслуговуючих мережі.

Облікова чисельність визначається за формулою:

$$Чс = Чя * Кн, \quad (1.4)$$

де, Чя - нормативна явочна чисельність робітників, чол.;

Кн - коефіцієнт, що враховує плановані невиходи (відпустки, хвороби і тому подібне),  $K_n = 1,25$ .

Фонд заробітної плати визначається виходячи з чисельності і середньорічної заробітної плати одного робітника і складає:

$$58 * (800 * 12) = 556 \text{ тис. грн.}$$

Нарахування на заробітну плату. Приймаються від фонду заробітної плати виробничих робітників у розмірі 40% і складають:

$$556 * 0,4 = 222 \text{ тис. грн.}$$

Амортизаційні відрахування. Сума амортизаційних відрахувань на повне відновлення основних фондів при нормі амортизації у розмірі 15% від вартості основних фондів від глави 2 складає: 3361 тис. грн.

Ремонтний фонд. Витрати на ремонт приймаються рівними для мереж 0,1% від кошторисної вартості і складають 8 тис. грн.; для інших споруд - 1% від кошторисної вартості і складають 148 тис. грн. Загальна сума витрат на ремонтний фонд дорівнює 156 тис. грн.

### *Цехові і загальноексплуатаційні витрати.*

Фонд заробітної плати визначається виходячи з чисельності та середньорічної заробітної плати адміністративно-управлінського і цехового персоналу і складає:

$$34 * (1500,0 * 12) = 612,0 \text{ тис. грн.}$$

Нарахування на заробітну плату цих категорій працівників приймаються у розмірі 40% від фонду заробітної плати і складають:

$$612,0 * 0,4 = 244,8 \text{ тис. грн.}$$

Інші витрати приймаються у розмірі 20% від суми фонду заробітної плати і нарахувань на неї і складають:

$$(612,0 + 244,8) * 0,2 = 171,4 \text{ тис. грн.}$$

Теплове навантаження на опалювання, вентиляцію і гаряче водопостачання складає 344300 ккал/год. . З урахуванням 20% - вого рівня теплових втрат, теплотворній здатності вугілля 4000 ккал/тн і ККД котельній, рівного 0,65, необхідна кількість кам'яного вугілля в добу визначається за формулою:

$$G_{\text{доб.}} = (4000 * 0,65 * 1000) = 3,8 \text{ тн/доб.}$$

При вартості вугілля 600 руб/тн річні витрати на теплопостачання складуть:

$$835 * 600 = 501,0 \text{ тис. грн.}$$

Загальні витрати цехові і загальноексплуатаційні витрати дорівнюють 1529,2 тис. грн.

*ВАРІАНТИ: Дані видаються викладачем на занятті залежно від поточних розцінок.*

### **1.2 Розрахунок зон санітарної охорони (для денної форми навчання)**

**Завдання:** Визначите і накреслите перший і другий пояси зон санітарної охорони підземного джерела водопостачання. Розрахувати завдання для двох випадків: 1 - свердловина не має зв'язку з поверхневою водоймою; 2 - свердловина має зв'язок з водоймою.

Другий пояс ЗСО на водопроводі з підземного вододжерела призначений для запобігання забрудненню водоносного горизонту. Зазвичай розміри цього пояса визначаються за воронкою депресії. Якщо вона не відома, то користуються розрахунковим методом. Для цього необхідно знати гідрогеологічні і гідродинамічні параметри, що характеризують рух підземних вод, стосовно місцевих умов в районі кожного водозабору.

За умовами безпеки водопостачання в епідеміологічному відношенні важливим параметром при встановленні меж другого пояса є час просування води в природному потоці до водозабору (Т, доб) або час, необхідний для самоочищення води підземного водоносного горизонту. Приймається інтервал часу, впродовж якого відбувається втрата життєздатності патогенних мікроорганізмів, що потрапили в потік.

Вибір розрахункової величини Т значною мірою визначається захищеністю водоносного горизонту; так, при використанні ґрунтових вод Т рекомендується приймати 200 доб, міжпластових, -  $T > 100$  доб. В умовах вірогідного вступу в горизонт сальмонелл (сусідство свинарського господарства), здатних виживати у воді до 200 доб, або мікобактерій туберкульозу, що зберігають життєдіяльність в довкіллі до 300 доб, ці особливості доцільно врахувати при виборі Т.

Для визначення необхідної протяжності другого пояса окрім величини Т необхідно мати наступні характеристики: Q - дебіт водозабору, м<sup>3</sup>/доб; h - потужність водоносного горизонту, м; і - ухил природного потоку, До - коефіцієнт фільтрації, м/доб (таблиця 1.1); μ - активна пористість (відношення об'єму пір до об'єму водоносної породи); q - одинична витрата природного потоку, м/доб ( $q = Khi$ ).

**Таблиця 1.1**

Характеристика порід	К, м/доб
1. Добре водопроникні (галечники, крупнозернисті піски)	10
2. Водопроникні (піски, тріщинуваті породи)	10-1
3. Слабоводопроникні (мергелі, піщаники, супіски)	1-0,01
4. Дуже слабо проникні (глинисті, піщаники, супіски, суглинки)	0,01-0,001
5. непроникні, практично водотривкі (глини та ін.)	0,001

За приведеними характеристиками розраховуються необхідні для подальшої роботи узагальнені параметри:

$$A = Q/h, - \quad (1.5)$$

де А величина відбору води з одиниці потужності водоносного горизонту;

$$B = q/Q = K h_i / Q, \quad (1.6)$$

де В - відношення одиничної витрати природного потоку до дебіта водозабору;

$$Z = QT/\mu h, \quad (1.7)$$

де Z- об'єм відбору води з урахуванням заданої тимчасової характеристики і пористості породи.

Відповідно до методики, що викладається, встановлюється протяжність другого пояса від водозабору вгору (R) і вниз (r) підземному потоку, а також в обидва боки в напрямках, перпендикулярних потоку(див. рис. 1.1).

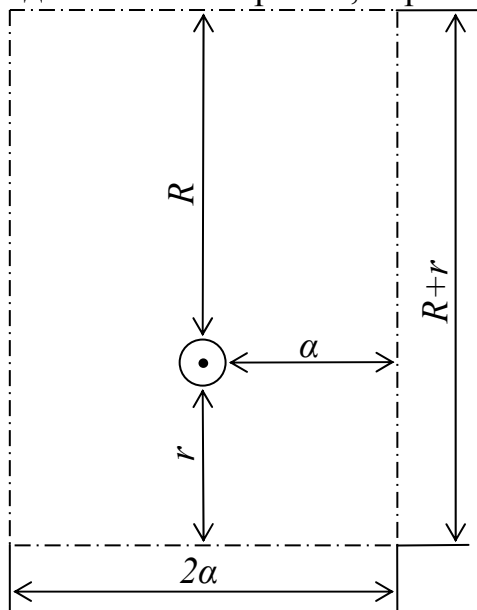


Рис. 1.1 - Визначення меж 2-го пояса ЗСО :  
r - відстань від місця водозабору до межі СЗЗ проти напрямку течії ґрунтових вод;  
R - відстань від місця водозабору до межі СЗЗ по напрямку течії ґрунтових вод;  
 $\alpha$  - відстань від місця водозабору до межі СЗЗ по перпендикуляру до напрямку течії ґрунтових вод

Табличний метод визначення розмірів ЗСО, підземних вододжерел, що не мають гідравлічного зв'язку з поверхневими джерелами, припускає використання таблиці. 1.2, де ліворуч дані в зростаючому порядку значення параметра А, а вгорі (по горизонталі) - значення параметра В. Відповідно до отриманих при розрахунку параметрів А і В на перетині таблиці знаходять величини R і r, а далі праворуч у кінці таблиці - величину  $\alpha$ .

Якщо величини А і В не співпадають з вказаними в таблиці, застосовують інтерполяцію між більшою і меншою величинами (по відношенню до знайденої).

## Приклад

**Приклад 1.** Для водопостачання населеного пункту на його околиці пробурена свердловина глибиною 110 м. Потужність водоносного горизонту (піщаник)  $h = 36$  м. Водоносний горизонт перекритий двома багатометровими шарами глини, глинистих піщаників і суглинків. Дебіт свердловини  $Q = 1700$  м<sup>3</sup>/доб. За даними буріння для водоносного горизонту коефіцієнт фільтрації  $Do = 0,01$  м/доб, ухил природного потоку  $i = 0,001$ , активна пористість  $\mu = 0,15$ .

Визначити і намалювати межі поясів ЗСО за умови, що в районі свердловини немає істотного джерела побутових і інших забруднень і поверхневих водойм.

## Рішення.

Оскільки джерело водопостачання не пов'язане з поверхневою водоймою, то для визначення розмірів ЗСО другого пояса можна користуватися табличним методом (таблиця. 3.2).  $T = 100$  доб.

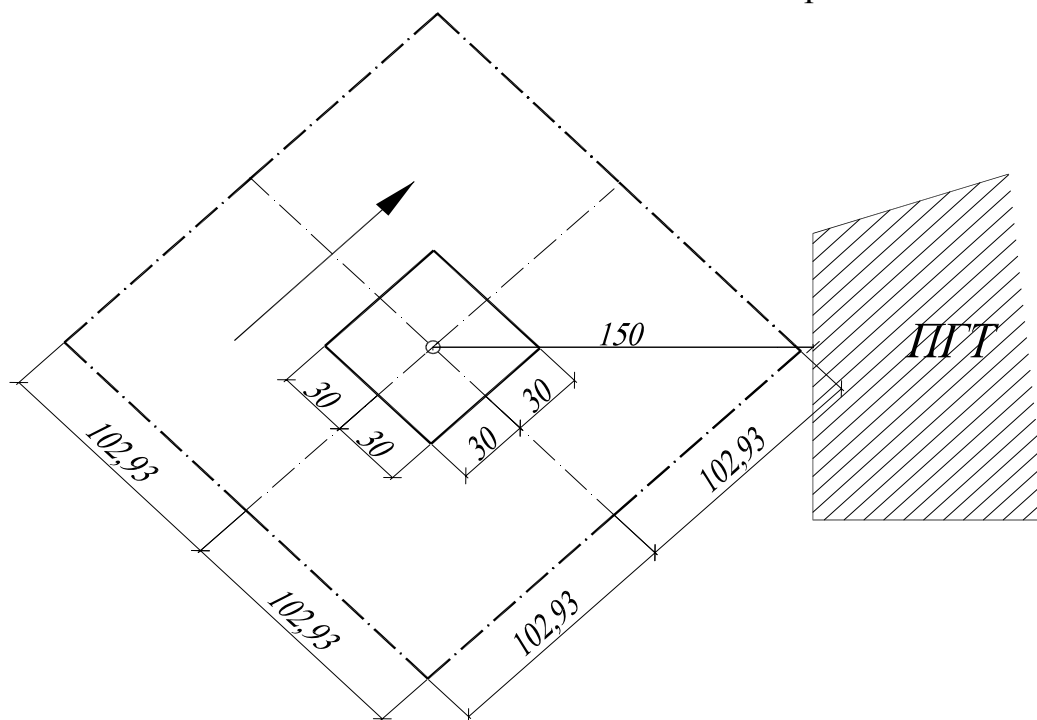
Розраховуємо необхідні величини

$$A = \frac{Q}{h} = \frac{1700}{36} = 47,2;$$

$$B = \frac{Khi}{Q} = \frac{0,01 \cdot 36 \cdot 0,001}{1700} = 0,2 \cdot 10^{-6}$$

За цими даними визначувані  $R_0 = 102,93$ ,  $r_0 = 102,93$ ,  $\alpha = 102,93$ .

Перший пояс ЗСО згідно СНиП 2.04.02 - 84 п. 10.12 дорівнює 30 м.



Умовні позначення:

\_\_\_\_\_ перший пояс ЗСО

\_\_\_\_\_ другий пояс ЗСО

Креслення робити в масштабі 1:5000, 1:10000 на міліметровці


























Рис. 3.2 Зони санітарної охорони



Таблиця 1.2

$A=Q/h$	Породи (характер водоносного горизонту)	$\mu$	$B = K h i / Q$												Величина $\alpha$ для всех значений
			0,00		0,0004		0,0008		0,0012		0,0016		0,002		
			$R_0$	$r_0$	$R$	$r$	$R$	$r$	$R$	$r$	$R$	$r$	$R$	$r$	
15	Рихлі Скельні	0,15	60	60	60	60	70	60	70	55	70	50	75	50	60
		0,03	130	130	150	120	160	110	175	100	190	80	210	70	130
		0,015	180	180	210	160	240	140	280	120	300	100	350	80	180
30	Рихлі Скельні	0,15	80	80	90	75	95	70	100	70	105	60	120	60	80
		0,03	180	180	210	160	240	140	280	120	300	100	350	80	180
		0,015	250	250	310	200	370	160	420	140	500	100	600	80	250
45	Рихлі Скельні	0,15	100	100	110	90	120	90	130	80	140	70	150	60	100
		0,03	220	220	270	180	310	150	330	130	400	100	480	80	220
		0,015	310	310	400	240	500	180	600	150	700	100	850	80	310
60	Рихлі Скельні	0,15	120	120	130	110	140	100	150	90	160	80	130	70	120
		0,03	250	250	310	200	370	160	420	140	500	100	600	80	250

## ВАРІАНТИ

Показник	Данні по варіантам																								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Дебіт водозабору Q, м <sup>3</sup> /год	46,3	55,4	35,8	51,4	56,5	25,4	21,8	35,7	15,4	59,7	65,5	15,6	46,3	55,4	35,8	51,4	56,5	25,4	21,8	35,7	15,4	46,3	55,4	35,8	51,4
Потужність водоносного горизонту h, м	21	25	35	28	36	15	18	35	10	39	45	17	21	25	35	28	36	15	18	35	10	21	25	35	28
Ухил природного потоку i	0,0029	0,001	0,002	0,001	0,0021	0,002	0,001	0,000	0,001	0,001	0,0001	0,000	0,0029	0,001	0,002	0,001	0,0021	0,002	0,001	0,000	0,001	0,0029	0,001	0,002	0,001
Коефіцієнт фільтрації K, м/доб	8,6	0,1	5,05	5,6	0,01	3,1	0,01	10	11	12,5	14	9	8,6	0,1	5,05	5,6	0,01	3,1	0,01	10	1	8,6	0,1	5,05	5,6
Активна пористість $\mu$	0,03	0,15	0,015	0,03	0,15	0,3	0,015	0,15	0,15	0,015	0,03	0,15	0,03	0,15	0,015	0,03	0,15	0,3	0,015	0,15	0,15	0,03	0,15	0,015	0,03
Відстань до населеного пункту, м	200	300	150	400	250	350	150	200	250	300	350	200	200	300	150	400	250	350	150	200	250	200	300	150	400
Напрямок води																									

## 2. СПОРУДИ ДЛЯ ЗАБОРУ ВОДИ, КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ТА ЇХ ТИПИ

(для денної форми навчання)

### 2.1 Розрахунок водоприймальних споруд берегового та руслового типу

#### Завдання 1

Визначити необхідну площу і розміри водоприймальних отворів залізобетонного розтрубного оголовка з бічним прийомом води з чотирма отворами, загальною висотою  $H=4$  м. товщина стержнів ґрат  $З=1$  см, а відстань між стержнями у світлу  $A=10$  см, швидкість впадання води у водоприймальний отвір  $V=0,2$  м/с. Продуктивність водозабору  $Q=0,64$  м<sup>3</sup>/с.

$$F = 1.25 \cdot \frac{Q}{V} \cdot K; \quad (2.1)$$

$$K = \frac{a+c}{a}; \quad (2.2)$$

$$K = \frac{100+10}{100} = 1,1$$

$$F = \frac{1.25 \cdot 0.64}{0.2} \cdot 1.1 = 4.4 \text{ м}^2$$

$$h_0 = H - h_{пл} - h_{п}; \quad (2.3)$$

$$h_0 = 1.4 - 0.2 - 0.5 = 0.7 \text{ м}$$

Підбираємо ґрати відповідно до висоти водоприймального вікна.

#### ВАРІАНТИ

Початкові дані	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
H, м	6	4	3,5	5	6	4	6,5	3,5	4	5
C, см	1	1,2	0,9	0,8	1	1,1	0,9	0,8	1	1
A, см	5	5	10	10	8	9	10	8	6	9
V, м/с	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,2	0,3	0,4	0,4	0,6
Q, м <sup>3</sup> /с.	0,5	0,6	0,7	0,5	0,4	0,6	0,4	0,5	0,3	0,7

#### Завдання 2

Визначити розрахункові витрати і рівні у відділеннях берегового водозабору, якщо  $Q_{\text{макс. доб}} = 120000$  м<sup>3</sup>/доб,  $\alpha$ - коеф., витрата води, що враховує, на власні потреби очисних споруд, рівний 1,1-1,3,  $Z_{\text{снгв}} - 50$  м,  $h_p$  - витрати натиску в решітку-0,05-0,1м,

$h_c$  - витрати натиску в сітці приймаємо -0,1-0,3м

$$Q_n = \frac{0,7 \cdot Q_{\text{макс. доб}} \cdot \alpha}{24 \cdot 3600 \cdot n_c}$$

$$Q_n = \frac{0,7 \cdot 120000 \cdot 1}{24 \cdot 3600 \cdot 2} = 0,48 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Z_{\text{пр}} = Z_{\text{снгв}} - h_p$$

$$Z_{\text{пр}} = 50 - 0,05 = 49,95 \text{ м}$$

$$Z_{\text{вс}} = Z_{\text{пр}} - h_c$$

$$Z_{\text{вс}} = 49,95 - 0,1 = 49,85 \text{ м}$$

## ВАРІАНТИ

Початкові дані	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$Z_{\text{снгв}}, \text{м}$	52	58	100	105	85	98	110	89	65	96
$Q, \text{тис. м}^3/\text{доб}$	110	60	100	70	55	67	135	105	125	95

### 2.2 Розрахунок проектування водозаборів з поверхневих джерел у особливих випадках (для денної форми навчання)

*Відмітка дна ковша*

1,33 - коефіцієнт збільшення товщини льоду в ковші по порівняно с товщиною льоду, що формується в руслі,  $\rho_l$  - 0,92 щільність льоду ,

$\delta_l$  - розрахункова товщина крижаного покриву в руслі річки 0,3-0,5 м ,

$h_p$  - висота порогу приємних отворів (0,4-1 м) ,

*Повна довжина ковша*

$L = L_{\text{вх}} L_{\text{ш}} L_p, \text{м} \quad (2.5) ,$

$L_{\text{вх}}$  - довжина вхідної частини ковша, що охоплюється виром ,

$L_{\text{ш}}$  - довжина ділянки ковша, на якому впродовж шугохода відкладаються захоплені в ківш шуга і крижана суспензія - 5-35 м

$L_p$  - довжина робочої частини

## ВАРІАНТИ

Початкові дані	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$Z_{\text{мзв}}, \text{м}$	52	58	100	105	85	98	110	89	65	96
$D, \text{м}$	1	0,8	1,5	0,8	2	0,9	1	1,5	0,8	0,95
$B, \text{м}$	5	6	7	8	5	6	7	8	5	6
$L_{\text{ш}}, \text{м}$	5	10	15	20	30	35	10	30	15	5
$L_p, \text{м}$	20	20	30	35	20	20	25	30	35	25

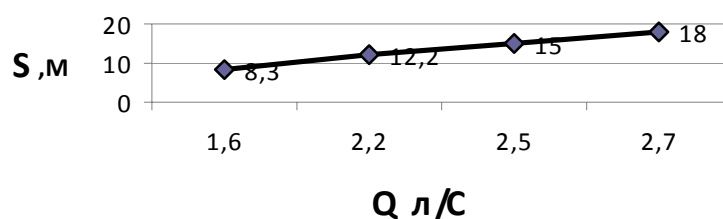
### 2.3 Розрахунок водозабірних свердловин, фільтрів, підбір насосів. (для денної форми навчання)

#### Завдання. 1

Визначити дебіт за даними пробних відкачувань свердловини, при пониженні рівня води на 15 м, при наступних даних:

$S_1 = 8,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,6 \text{ л/с}$
$S_2 = 12,2 \text{ м}$	$Q_2 = 2,2 \text{ л/с}$
$S_3 = 18 \text{ м}$	$Q_3 = 2,7 \text{ л/с}$

#### Дебіт свердловини



## Завдання. 2

Визначити продуктивність поодинокого досконалого колодязя за наступними початковими даними: передбачається прийом води з напірного водоносного пласта потужністю  $m = 20$  м, складеного з пілоподібних дрібнозернистих пісків ( $\phi = 0,25$  мм) і перекритого потужним шаром глинистих сланців. Натиск над його підшвою - 70 м, над покрівлею - 30 м. Коефіцієнт фільтрації породи  $Do = 10$  м/доб, радіус впливу колодязя  $R = 100$  м. Сverdlovina обладнана сітчастим фільтром  $= 150$  мм.

**Розв'язання :**

$$Q = \frac{2.73 \cdot k_{\phi} \cdot r}{\log \frac{R}{r}}, \quad (2.6)$$

$$S = H_c - H_d \quad (2.7)$$

$$S = 70 - 30 = 40 \text{ м};$$

$$r = \frac{\dot{A}_o}{2} \quad (2.8)$$

$$r = 75 \text{ мм}$$

$$Q = \frac{2.73 \cdot 10 \cdot 20 \cdot 40}{\log \frac{100}{0.075}} = 7000 \text{ м}^3/\text{доб}$$

## Завдання. 3

Розрахувати основні параметри (площу і робочу довжину) сітчастого фільтру  $= 200$  мм, якщо коефіцієнт фільтрації породи  $Do = 10$  м/доб, продуктивність трубчастого колодязя  $Q = 0,0216 \text{ м}^3/\text{с}$ . Огорожа води робитися з напірного пласта, складеного з дрібнозернистих пісків ( $\phi = 0,20$  мм).

$$v_{\phi} = 65 \sqrt[3]{k_{\phi}} \quad (2.9)$$

$$v_{\phi} = 65 \sqrt[3]{10} = 140,04 \text{ м/доб}$$

$$F_{\phi} = \frac{Q}{v_{\phi}} \quad (2.10)$$

$$F_{\phi} = \frac{1866,24}{140,04} = 13,33 \text{ м}^2$$

$$l_{\phi} = \frac{F}{\pi D_{\phi}} \quad (2.11)$$

$$l_{\phi} = \frac{13,33}{3,14 \cdot 0,2} = 21,23 \text{ м}$$

# ВАРІАНТИ

## Задача. 1

### 1 варіант

$S_1 = 8,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,7 \text{ л/с}$
$S_2 = 13 \text{ м}$	$Q_2 = 2 \text{ л/с}$
$S_3 = 20 \text{ м}$	$Q_3 = 3 \text{ л/с}$

### 6 варіант

$S_1 = 7,6 \text{ м}$	$Q_1 = 1,7 \text{ л/с}$
$S_2 = 15,2 \text{ м}$	$Q_2 = 2,5 \text{ л/с}$
$S_3 = 21 \text{ м}$	$Q_3 = 2,9 \text{ л/с}$

### 2 варіант

$S_1 = 8 \text{ м}$	$Q_1 = 1,6 \text{ л/с}$
$S_2 = 12 \text{ м}$	$Q_2 = 2,2 \text{ л/с}$
$S_3 = 17 \text{ м}$	$Q_3 = 2 \text{ л/с}$

### 7 варіант

$S_1 = 10 \text{ м}$	$Q_1 = 3 \text{ л/с}$
$S_2 = 12,2 \text{ м}$	$Q_2 = 4 \text{ л/с}$
$S_3 = 20 \text{ м}$	$Q_3 = 4,7 \text{ л/с}$

### 3 варіант

$S_1 = 7,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,2 \text{ л/с}$
$S_2 = 12,5 \text{ м}$	$Q_2 = 2,1 \text{ л/с}$
$S_3 = 19 \text{ м}$	$Q_3 = 2,1 \text{ л/с}$

### 8 варіант

$S_1 = 9,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,9 \text{ л/с}$
$S_2 = 17,2 \text{ м}$	$Q_2 = 3 \text{ л/с}$
$S_3 = 22 \text{ м}$	$Q_3 = 3,7 \text{ л/с}$

### 4 варіант

$S_1 = 8,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,6 \text{ л/с}$
$S_2 = 12,2 \text{ м}$	$Q_2 = 2 \text{ л/с}$
$S_3 = 20 \text{ м}$	$Q_3 = 2,9 \text{ л/с}$

### 9 варіант

$S_1 = 6 \text{ м}$	$Q_1 = 1,1 \text{ л/с}$
$S_2 = 10,2 \text{ м}$	$Q_2 = 1,3 \text{ л/с}$
$S_3 = 12 \text{ м}$	$Q_3 = 2 \text{ л/с}$

### 5 варіант

$S_1 = 5 \text{ м}$	$Q_1 = 2 \text{ л/с}$
$S_2 = 10 \text{ м}$	$Q_2 = 3,2 \text{ л/с}$
$S_3 = 13 \text{ м}$	$Q_3 = 3,7 \text{ л/с}$

### 10 варіант

$S_1 = 10,3 \text{ м}$	$Q_1 = 1,6 \text{ л/с}$
$S_2 = 18,2 \text{ м}$	$Q_2 = 2,5 \text{ л/с}$
$S_3 = 21,3 \text{ м}$	$Q_3 = 3,1 \text{ л/с}$

### Задача 2

Початкові дані	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$H_a$	80	90	100	110	60	120	70	80	95	75
$H_b$	40	40	50	65	25	70	35	45	55	20
$m$	20	25	22	30	14	40	25	25	30	20
$K$	10	15	12	10	20	15	10	18	20	12
$R$	100	105	110	120	150	100	110	105	130	110
$D\phi$	150	160	170	150	120	160	110	150	120	140

### Задача 3

Початкові дані	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$D\phi$	210	200	250	230	300	280	260	200	210	220
$K$	10	15	12	10	20	15	10	18	20	12
$Q$	0,025	0,03	0,3	0,2	0,25	0,35	0,15	0,24	0,18	0,09

#### **2.4 Побудова сумарного графіка водоспоживання та визначення розрахункових витрат води водопроводу, який проектується**

Визначити потрібний об'єм підземного резервуара чистої води на водоочисній станції продуктивністю 6 тис. м<sup>3</sup>/доб. Добовий графік роботи насосної станції 1-го та 2-го підняття наведено на рис. 1. Розрахункові витрати на гасіння пожежі в населеному пункті  $q_{\text{пож}}=35\text{л/с}$ . На станції не передбачається повторне використання води.

**Рішення:** визначаємо, що надходження води в резервуар від водоочисної станції протягом доби проходить рівномірно із витратами 4.17% від добової продуктивності  $Q_{\text{ос}}$ . За період з 5 до 22 год. ( $t = 17$  год.) відбір води із резервуара перевищує надходження води в нього на величину  $Q_1 = 4,91 - 4,17 = 0,74\%$ , а за період з 0 до 5 год. і з 22 до 24 год. ( $t = 7$  год.) надходження в резервуар перевищує відбір води з нього на величину  $Q_2 = 4,17 - 2,36 = 1,81\%$  від добової продуктивності  $Q_{\text{ос}}$ .

Об'єм споруди для регулювання визначаємо за формулою:

$$W_{\text{рег}} = (Q_{\text{ос}} \cdot Q_1) / 100 = (6000 \cdot 12,6) / 100 = 756 \text{ м}^3, \quad (2.12)$$

Суми об'ємів води відповідно, які акумулюються в резервуарі які збираються із резервуару протягом доби, від  $Q_{\text{ос}}$

Об'єм недоторканого протипожежного запасу води в резервуарі визначаємо за формулою:

$$W_{\text{пож}} = q_{\text{пож}} \cdot n + q'_{\text{пож}} = 3,6 \cdot 35 \cdot 3 + 970 - 3 \cdot 250 = 5983 \text{ м}^3 \quad (2.13)$$

$W_{\text{вп}}$  – водоспоживання в населеному пункті протягом трьох суміжних годин, де найбільші за графіком витрати ( $W_{\text{вп}} = 970 \text{ м}^3$  з 8 до 11 год.)

Об'єм води на власні потреби станції визначають за формулою:

$$W_{\text{вл}} = W_{\text{вп}} \quad (2.14)$$

Повний об'єм підземних резервуарів чистої вод визначають за формулою

$$W_{\text{рчв}} = W_{\text{вл}} + W_{\text{вп}} + W_{\text{ре}} + W_{\text{пож}} \quad (2.15)$$

$$W_{\text{рчв}} = 756 + 5983 + 970 + 970 = 9300 \text{ м}^3$$

## **2.5 Визначення витрат води на господарсько-питні та комунальні потреби населених пунктів, підприємств.**

Нормою витрати води, або нормою водоспоживання, називається кількість води, що витрачається цим споживачем за певний проміжок часу, або кількість води, необхідна для виробництва одиниці якої-небудь продукції, - питома норма водоспоживання.

Споживання води населенням, підприємствами і різними іншими споживачами відбувається нерівномірно як впродовж року, так і впродовж коротших відрізків часу - доби і години.

Нерівномірність споживання води характеризується величиною так званого коефіцієнта нерівномірності. Нерівномірність споживання води впродовж року враховується величиною коефіцієнта добової нерівномірності ( $K_{\text{доб}}$ ), чисельно рівного відношенню

де  $Q_{\text{макс. доб.}}$  - максимальна добова витрата в році;

$Q_{\text{ср. доб.}}$  - середня добова витрата за рік.

Нерівномірність споживання води протягом доби враховується величиною коефіцієнта годинної нерівномірності ( $K_{\text{час}}$ ), чисельно рівного відношенню

де  $Q_{\text{макс. година.}}$  - максимальна годинна витрата, спостережувана протягом доби;

$Q_{\text{ср. година.}}$  - середня годинна витрата за добу.

Норми водоспоживання і коефіцієнти нерівномірності витрати води для різних категорій споживачів приведені в додатку 1.

Водопровідна мережа й усі спорудження системи водопостачання мають бути розраховані на кількість води, яка подається місту і промисловим підприємствам протягом доби за умови можливого найбільшого споживання під необхідним натиском.

Розрізняють такі характерні витрати води, що відповідають основним категоріям споживачів : на господарсько-питні потреби населення міста; на комунальні потреби міста; для промислових підприємств; на пожежогашіння.

### **2.5.1. Визначення витрати води на господарсько-питні потреби населення міста**

При встановленні витрати води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста

$$N = F \cdot P, \quad (2.18)$$

де  $F$  - площа частини міста з тією або іншою щільністю населення, га;

$P$  - щільність населення, чел./га.

Розрахункову (середній за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста визначають по формулі

$$Q_{\text{ср.сут.}} = \frac{N \cdot q_{\text{ж}}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (2.19)$$

де  $q_{\text{ж}}$  - норма водоспоживання;

$N$  - кількість населення в місті, чел.



Розрахункові витрати води за добу найбільшого і найменшого водоспоживання

$$Q_{\text{макс.доб}} = K_{\text{макс.доб}} \cdot Q_{\text{ср.доб}}, \quad (2.20)$$

$$Q_{\text{мин.доб}} = K_{\text{мин.доб}} \cdot Q_{\text{ср.доб}}. \quad (2.21)$$

Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання, життєвий населення устрій, що враховує, режим роботи підприємств, міра благоустрою будівель, зміна водоспоживання по сезонах міста і днях тижня, необхідно приймати рівним

$$K_{\text{макс.сут.}} = 1,1 \div 1,3;$$

$$K_{\text{мин.сут.}} = 0,7 \div 0,9$$

$$Q_{\text{макс.год}} = K_{\text{макс.год}} \cdot \frac{Q_{\text{макс.доб}}}{24}, \quad (2.22)$$

$$Q_{\text{мин.год}} = K_{\text{мин.год}} \cdot \frac{Q_{\text{мин.доб}}}{24}, \quad (2.23)$$

$$K_{\text{макс.год}} = \alpha_{\text{макс.}} \cdot \beta_{\text{макс.}}, \quad (2.24)$$

$$K_{\text{мин.год}} = \alpha_{\text{мин.}} \cdot \beta_{\text{мин.}}, \quad (2.25)$$

де - коефіцієнт, що враховує міру благоустрою будівель, режим роботи підприємств та інші місцеві умови, приймається:- коефіцієнт, що враховує кількість жителів в населеному пункті, приймається по [1] таблицю. 2 або по додатку 1, таблиця. 1. Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.год.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.26)$$

#### 2.5.2. Витрати води на комунальні потреби міста

а) Витрати води на поливання вулиць і площ.

*Максимальна добова витрата*

$$Q_{\text{макс.сут.}} = \frac{F \cdot q \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.27)$$

де F - площа вулиць, що поливаються, і площ, м<sup>2</sup>; q - норма витрати води на поливання, що приймається залежно від типу покриття і ,  
n - число поливань, приймається залежно від режиму поливання.

*Середня годинна витрата*

$$Q_{\text{ср.час.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{24}, \text{ м}^3/\text{год.} \quad (2.28)$$

*Максимальна годинна витрата*

$$Q_{\text{макс.час.}} = \frac{0,0417 \cdot F \cdot K_{\text{ч}} \cdot q \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{год.}, \quad (2.29)$$

де K<sub>ч</sub> - коефіцієнт годинної нерівномірності витрачання води на поливання; величину його можна приймати для великих міст - 2,0, для малих і середніх міст - 4,0.

*Максимальна витрата води*

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.год.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.30)$$

б) Витрата води на поливання зелених насаджень.

Максимальна добова витрата, м<sup>3</sup>/сут,

$$Q_{\text{макс.сут.}} = \frac{F_3 \cdot q_3 \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (2.21),$$

де  $F_3$  - площа зелених насаджень, м<sup>2</sup>;

$q_3$  - норма витрати води на поливання,  $n$  - число поливань.

### 2.5.3. Визначення витрати води для промислових підприємств

Ця витрата складається з витрати води на господарсько-питні потреби, витрати води на душові і витрати води на виробничі потреби,

а) Витрата води на господарсько-питні потреби промислового підприємства. Максимальна добова витрата води на господарсько-питні потреби промислових підприємств визначається з вираження

$$Q_{\text{макс.сут.}} = (q_z \cdot n'_z + q_x \cdot n'_x) + (q_z \cdot n''_z + q_x \cdot n''_x) + (q_z \cdot n'''_z + q_x \cdot n'''_x), \text{ л}, \quad (2.22)$$

де  $q_z$  та  $q_x$  - відповідно норми водоспоживання на одного робітника (л в зміну) в цехах зі значними тепловиділеннями (у гарячих цехах) і в інших цехах (холодних цехах), рівні: л і л;  $n'_z$ ,  $n''_z$  та  $n'''_z$  - кількість робітників в першій, другій і третій змінах, працюючих на підприємстві в гарячих цехах;  $n'_x$ ,  $n''_x$  та  $n'''_x$  - кількість робітників в першій, другій і третій змінах, працюючих на підприємстві в холодних цехах; Підставляючи л і л в попередню рівність (2.22) і виражаючи витрату в м<sup>3</sup>, отримаємо

$$Q_{\text{макс.сут.}} = [0,045 \cdot (n'_z + n''_z + n'''_z) + 0,025 \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб}. \quad (2.23)$$

Кількість робітників в кожній зміні і розподіл їх по гарячих і холодних цехах приймається за даними підприємств або на підставі наявних проектів цих підприємств. За відсутності тих або інших даних, але відомій кількості робітників можна прийняти наступний розподіл працюючих по змінах :

*I зміна - 40-45% усієї кількості працюючих;*

*II і III зміна - 30-35% усієї кількості працюючих.*

Розподіл кількості працюючих в гарячих і холодних цехах приймають залежно від характеру технологічного процесу підприємств.

*Витрата води по окремих змінах визначається за формулами*

$$\text{I зміна } Q'_{\text{см}} = (0,045 \cdot n'_z + 0,025 \cdot n'_x), \text{ м}^3; \quad (2.24)$$

$$\text{II зміна } Q''_{\text{см}} = (0,045 \cdot n''_z + 0,025 \cdot n''_x), \text{ м}^3; \quad (2.25)$$

$$\text{III зміна } Q'''_{\text{см}} = (0,045 \cdot n'''_z + 0,025 \cdot n'''_x), \text{ м}^3 \quad (2.26)$$

Норми витрати і коефіцієнти нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби промпідприємств відносяться до роботи однієї зміни, тому максимальну годинну витрату води належить розрахувати для усіх змін. Величини максимальних годинних витрат для окремих змін обчислюються по формулах

$$\text{I зміна } Q_{\text{макс.час.}} = \frac{0,045 \cdot n'_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{Г}; \quad (2.27)$$

$$\text{II зміна } Q_{\text{макс.час.}} = \frac{0,045 \cdot n''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n''_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{Г}; \quad (2.28)$$

$$\text{III зміна } Q_{\text{макс.час.}} = \frac{0,045 \cdot n'''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'''_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{Г}, \quad (2.29)$$

де,  $K_z$  і  $K_x$  - коефіцієнти годинної нерівномірності відповідно в гарячих і холодних цехах згідно [1] п. 2.4,  $K_r=2,5$ ,  $K_x=3$ ;  $t_{см}$  - тривалість робочої зміни в годиннику Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.час.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.30)$$

б) Витрата води на душову на підприємстві.

Витрата води на душ залежить від кількості робітників і службовців, що приймають душ в кожній зміні, і характеру виробництва [2].

*Максимальна добова витрата води на душові*

$$Q_{\text{макс.сут.}} = [q'_z(n'_z + n''_z + n'''_z) + q'_x(n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.31)$$

де,  $n'_z$ ,  $n''_z$ ,  $n'''_z$ , - кількість робітників, працюючих з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості відповідно в гарячих цехах в першій, другій і третій змінах;  $n'_x$ ,  $n''_x$ ,  $n'''_x$ , - кількість робітників, що приймають душі в інших цехах відповідно в першій, другій і третій змінах;  $q'_z$  і  $q'_x$  - норми витрати води на один душ відповідно в цехах з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості і в інших цехах. Підставляючи ці величини в попередню рівність і виражаючи витрату в м<sup>3</sup>, отримаємо

$$Q_{\text{макс.сут.}} = [0,45 \cdot (n'_z + n''_z + n'''_z) + 0,25 \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб.} \quad (2.32)$$

Витрата води на душі для окремих змін визначається по формулах:

$$\text{I зміна } Q'_{см} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x), \text{ м}^3; \quad (2.33)$$

$$\text{II зміна } Q''_{см} = (0,45 \cdot n''_z + 0,25 \cdot n''_x), \text{ м}^3; \quad (2.34)$$

$$\text{III зміна } Q'''_{см} = (0,45 \cdot n'''_z + 0,25 \cdot n'''_x), \text{ м}^3. \quad (2.35)$$

Витрата води на прийом душу (з розрахунку л в добу, тривалість користування душем мін) після закінчення зміни розраховуємо по формулі

$$Q_{\text{душ.см.}} = \frac{N_i \cdot q_{\text{д.с.}} \cdot t_{\text{д}}}{n_i \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.36)$$

де  $N_i$  - кількість працюючих, що користуються душем в зміні, з  $i$  - ою санітарною характеристикою технологічного процесу;  $n_i$  - розрахункова кількість людина на одну душову сітку в цехах з  $i$  - ою санітарною характеристикою технологічного процесу, Максимальна годинна витрата води

$$Q_{\text{макс.г/л}} = \frac{Q'_{см}}{0,75}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (2.37)$$

де  $Q'_{см} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x)$ , м<sup>3</sup> - витрата води на душову в I зміні; 0,45 і 0,25 - відповідно норми витрати на один душ в гарячих і холодних цехах, м<sup>3</sup>. Максимальна секундна витрата води на душові

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.год}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.38)$$

в) Витрата води на виробничі потреби промпредприятия. Витрата води на виробничі потреби промпредприятий визначається по кількості продукції, що випускається, і питомій витраті на одиницю продукції. Максимальна добова витрата води підприємств на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.доб.}} = \Pi \cdot q_{\text{уд}}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.39)$$

де  $\Pi$  - добова продукція підприємства;  $q_{\text{уд}}$  - середня питома витрата на виробництво одиниці продукції,  $\text{м}^3$ . За відсутності даних про витрати води на виробничі потреби по окремих змінах споживання води приймається рівним впродовж усього часу роботи підприємства. Максимальна годинна витрата при цьому рівна

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{t}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (2.40)$$

де  $t$  - тривалість роботи підприємства протягом доби,. Максимальна секундна витрата води на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{год.}}}{3,6}, \text{ л/с}. \quad (2.41)$$

## ПРИКЛАДИ

**Приклад 1.** Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста з щільністю населення  $P = 160$  чел/га і площею житлової забудови - 1000 га. Будівлі обладнані внутрішнім водопроводом, каналізацією і централізованим гарячим водопостачанням. Місто розташоване на північному сході України.

**Рішення.** Виходячи з природно-кліматичних умов і міри благоустрою міста приймаємо норму господарсько-питного водоспоживання на одного мешканця рівною 290 л/доб.

При визначенні витрат води на господарсько-питні потреби населення міста необхідно визначити кількість населення міста за відношенням

$$N = 1000 \cdot 160 = 160000 \text{ чел.},$$

Розрахункова (середній за рік) добова витрата води на господарсько-питні потреби населення міста в  $\text{м}^3/\text{сут.}$

$$Q_{\text{макс.сут.}} = \frac{160000 \cdot 290}{1000} = 46400 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Розрахункові витрати води в сутки найбільшого та найменшого водопостачання

$$Q_{\text{макс.сут.}} = 1,1 \cdot 46400 = 51040 \text{ м}^3/\text{доб}$$

$$Q_{\text{мин.сут.}} = 0,7 \cdot 46400 = 32480 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Розрахункові годинні витрати води определяем

$$Q_{\text{час.макс.}} = 1,2 \cdot 1,05 \cdot \frac{51040}{24} = 1,26 \cdot \frac{51040}{24} = 2679,6, \text{ м}^3/\text{год};$$

$$Q_{\text{час.мин.}} = 0,4 \cdot 0,85 \cdot \frac{32480}{24} = 0,34 \cdot \frac{32480}{24} = 460,13 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Коефіцієнт, що враховує кількість жителів в місті,  $\beta$  Максимальна секундна витрата води, розраховуємо по формулі

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{2679,6}{3,6} = 744,3 \text{ л/с.}$$

**Приклад 2.** Визначити добову витрату води на поливання покриттів і зелених насаджень міста з населенням  $N = 160000$  мешканців, прийнявши поливальну витрату води в перерахунку на одного жителя рівним 50 л/доб.

**Рішення.** Добова витрата води на поливання покриттів і насаджень міста

$$Q_{\text{n.сут}} = q \cdot N = 50 \cdot 160000 = 8000000 \text{ л/сут} = 8000 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

**Приклад 3.** Визначити місткість лазні і витрату води в ній для міста з населенням  $N = 160000$  жителів, прийнявши норму водоспоживання рівною л/доб.

**Рішення.** Кількість місць в лазні визначається з розрахунку 7 місць на 1000 жителів (з урахуванням перспективи підвищення міри благоустрою воно може бути понижене до 5). У містах і селищах, забезпечених облаштованим житловим фондом, норми місткості лазень слід зменшувати до 3 місць на 1000 чоловік, тоді місткість лазні

$$n_{\delta} = \frac{3 \cdot N}{1000} = \frac{3 \cdot 160000}{1000} = 480 \text{ місць.}$$

Місткість лазень може бути прийнята рівною 50, 100, 200 і 300 місць. Приймавши дві лазні місткістю місць і місць, визначимо їх добове водоспоживання

$$Q_{\delta. \text{сут.}} = \frac{(n_{\delta 1} + n_{\delta 2}) \cdot q_{\delta} \cdot t_{\delta}}{1000} = \frac{(200 + 300) \cdot 180 \cdot 16}{1000} = 1440 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Тривалість роботи лазні приймається зазвичай рівною ч (з 7 до 23 ч). Годинна витрата води в лазні

$$q_{\delta. \text{ч.}} = \frac{Q_{\delta. \text{сут.}} \cdot K_{\delta}}{t_{\delta}} = \frac{1440 \cdot 1}{16} = 90 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання в лазні приймається рівним  $K_{\delta} = 1$ .

**Приклад 4.** Визначити кількість ліжок і витрату води в лікарні, прийнявши норму водоспоживання, віднесеною до одного ліжка і рівною л/сут.

**Рішення.** Кількість ліжок в лікарні визначається з розрахунку 12 ліжок на 1000 жителів

$$n_{\text{бол.}} = \frac{12 \cdot N}{1000} = \frac{12 \cdot 160000}{1000} = 1920 \text{ коєк.}$$

$$Q_{\text{бол. сут.}} = \frac{q_{\text{бол.}} \cdot n_{\text{бол.}}}{1000} = \frac{250 \cdot 2000}{1000} = 500 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Прийнявши число ліжок в лікарні рівним 2000, визначаємо добове водоспоживання лікарні

## ВАРІАНТИ

### Завдання 1 ,

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
1. Площа житлової забудови мікрорайону F, га	180	160	130	200	150
2. Міра благоустрою житлових будівель (по таблиці. 2)	5	1	4	3	2
3. Щільність населення P, чел/га	400	330	380	450	440
4. Число поверхів жит. будівлі	8	5	8	12	12
<b>№</b>	<b>Міра благоустрою житлових будівель</b>				
1	Житлові будинки квартирного типу з водопроводом, каналізацією і газопостачанням				
2	Те ж, з ваннами і газовими водонагрівачами				
3	Те ж, зі швидкодіючими газовими водонагрівачами з багатоточковим водорозбором				
4	Те ж, з централізованим гарячим водопостачанням, обладнані умивальниками,				
5	Те ж, з сидячими ваннами, обладнаними душами				

### Задача 2

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Визначити кількість і добова витрата	місць	ліжок	місць	ліжок	білизни
Число мешканців чол.	100000	300000	140000	200000	50000
Норма водоспоживання на 1 одиницю	250	115	360	200	40
Тривалість роботи підприємства 1 зміни, ч	16	-	-	-	8
Коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання	1	1	1	1	1

### Задача 3

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Кількість робітників на підприємстві, чол.	1000	6000	2000	5340	7800
В гарячих цехах працюють, з них:	600	1500	1280	3500	4900
на I зміні, чол.	480	500	640	2400	2690
на II зміні, чол.	120	500	360	800	1310
на III зміні, чол.	-	500	280	300	900
В холодних цехах працюють, з них:	400	4500	720	1840	2900
на I зміні, чол.	300	2800	450	1000	1680
на II зміні, чол.	100	1000	150	600	880
на III зміні, чол.	-	700	120	240	340

### Задача 4

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Чисельність населення міста, тис. чел.	110	230	560	470	24
Поверховість будівель	5	9	12	5	3
Площа території промислового підприємства, га	70	100	200	250	160
Об'єм найбільшої будівлі (цехи) підприємства, тис. м <sup>3</sup>	70	100	200	250	60
Категорія виробництва по пожежній небезпеці	Б	А	В	Г	В
Рівень вогнестійкості будівлі	I	II	I	II	II

### 3. ВОДОПРОВІДНА МЕРЕЖА, ЇЇ ОБЛАДНАННЯ ТА РОЗРАХУНОК (для заочної форми навчання)

#### 3.1. Зонування систем водопостачання

За певних місцевих топографічних умов у ряді випадків виявляється доцільним розділення єдиної централізованої системи водопостачання на декілька "висотних зон".

Зонування водопроводу може бути викликане як технічними, так і економічними міркуваннями, оскільки воно дозволяє понизити тиск в трубах водопровідних мереж і зменшити кількість енергії, води, що витрачається на підйом.

Системи водопостачання, розділені на зони, називаються зонними, або зональними. Найчастіше зонні водопроводи влаштовують у разі значної різниці відміток землі в межах обслуговуваної водопроводом території.

Іноді зонування застосовується і при великій відмінності значень вільних натисків, потрібних окремими споживачами (у водопроводах деяких промислових підприємств).

Коли окремі точки забезпечуваною водою території мають значну різницю відміток, то в знижених точках водопровідної мережі можуть виникнути тиски, допустимі, що перевищують, для використовуваних типів труб і умов експлуатації водопроводу.

Якщо отримане значення  $Y_{\text{Макс}}$  перевищує допустимий натиск, то необхідно розділити мережу на зони з таким розрахунком, щоб в межах кожної з них натиск не перевищував допустимого.

Зонування може бути здійснене за "послідовною" або за "паралельною" схемою. У першому випадку окремі зони з'єднуються послідовно (ІІІ.28), в другому випадку зони включені паралельно (ІІІ.29).

При послідовному зонуванні загальна водопровідна мережа об'єкту ділиться на дві послідовно сполучені мережі (наприклад, А і б на ІІІ.28). Межа між зонами в-у визначається показником найбільшого допустимого в мережі натиску  $Y_{\text{г}}$ .

Натиск в мережі нижньої зони А також не повинен перевищувати допустимого. Вода подається головною насосною станцією у кількості  $Q_i$   $Q_n$ , що забезпечує потреби обох зон, і під натиском  $H_i$ , розрахованим на підйом води до межі між зонами. Тут встановлюється насосна станція НС - ІІ верхньої зони. Вона бере воду у кількості  $Q_n$  з мережі нижньої зони (безпосередньо або через регулюючу місткість) і подає її під натиском  $Y_{\text{ц}}$  в мережу верхньої зони.

Таким чином, витрата верхньої зони подається транзитом через мережу нижньої зони. У системах паралельного зонування принципи розділення загальної мережі на мережі верхньої і нижньої зони ті ж самі, але вода подається в мережу кожної зони по окремих водоводах своєю групою насосів, розташованою на загальній головній насосній станції (див ІІІ.29). Таким чином, зони включаються паралельно.

Водоводи, що живлять верхню зону, зазвичай прокладаються через територію нижньої зони.



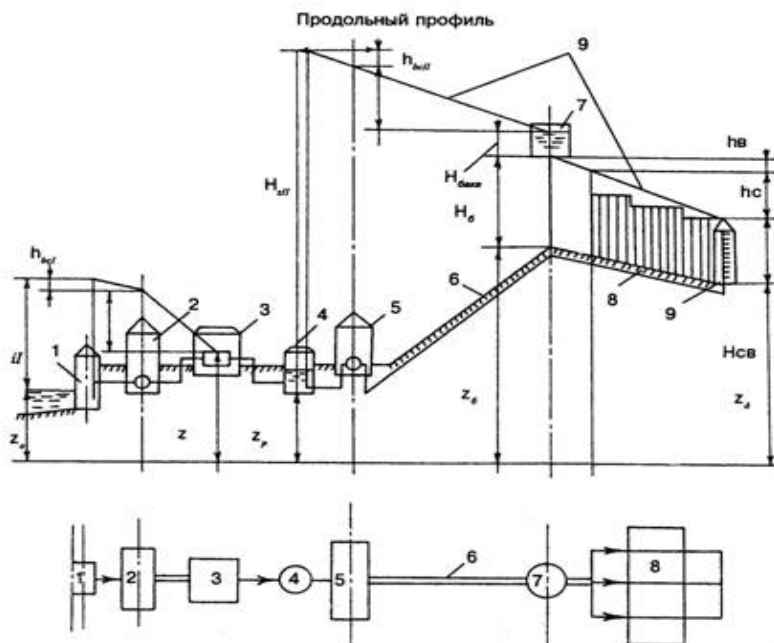


Рис. 1 – Схема водопостачання з поверхневим джерелом:  
 1 - водоприймальна споруда; 2 - насосна станція I підйому; 3 - очисні споруди;  
 4 - РЧВ; 5 - насосна станція II підйому; 6 - водоводи; 7 - водонапірна вежа;  
 8 - магістральна водопровідна мережа; 9 - п'єзометричні лінії в період  
 максимального водоспоживання

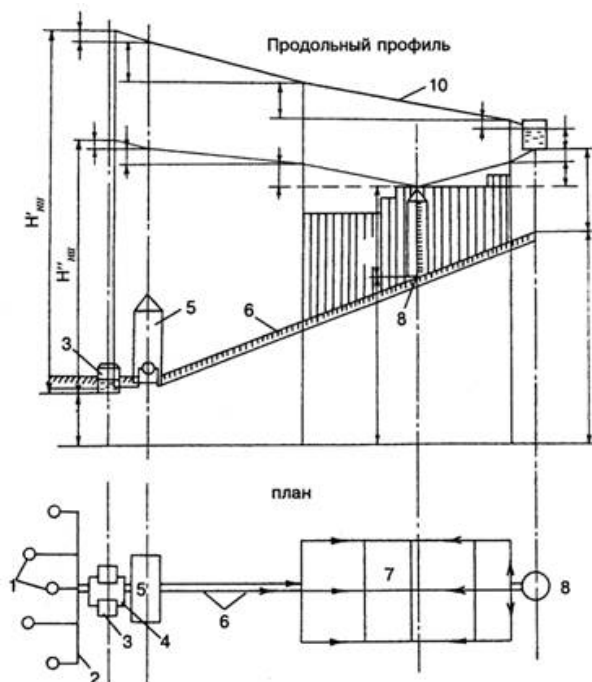


Рис. 2. Схема водопостачання з підземним джерелом: 1 - трубчасті колодязі,  
 поєднані з насосною станцією I підйому; 2 і 6 - водоводи; 3 - РЧВ;  
 4 - всмоктуючі трубопроводи; 5 - насосна станція II підйому; 7 - магістральна  
 водопровідна мережа; 8 - водонапірна вежа (контррезервуар);  
 9 - п'єзометрические лінії в період максимального водоспоживання;  
 10 - п'єзометричні лінії в період мінімального водоспоживання (період  
 транспортування води у водонапірну вежу)

### 3.2 Трасування міських водопровідних мереж

Водопровідні мережі поділяються на магістральні лінії і розподільні. Магістральні лінії служать для транспортування транзитних мас води; розподільні лінії - для транспортування води з магістралей до окремих будівель, в яких споживачі отримують воду безпосередньо із зовнішніх розподільних ліній.

Магістральні і розподільні лінії повинні мати достатню пропускну спроможність і забезпечувати необхідний натиск води в місцях споживання.

Необхідна пропускну спроможність і натиски забезпечуються правильним підбором діаметрів труб при проектуванні.

Надійність роботи водопровідних мереж забезпечується доброякісністю матеріалу труб і арматури, а також укладання і монтажу.

Найменша вартість водопровідних мереж виходить при прокладенні їх по найкоротших шляхах від джерел води до місць споживання.

По контуру в плані водопровідні мережі бувають тупикові, кільцеві.

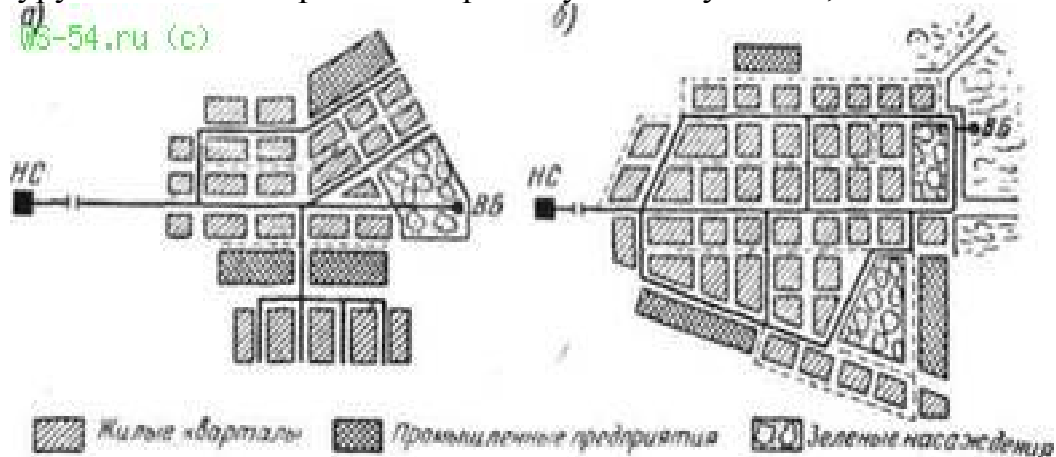


Рис. 3.1. Водопровідна мережа: а - розгалужена; б - кільцева; НС - насосна станція; "ВБ" - водонапірна вежа

Тупикова мережа, схема якої показана на рис. 3.1, а, коротше за кільцеву (рис. 3.1), б), але не може гарантувати безперебійний водонапірна вежа подання води, тому що у момент ліквідації аварії на одній ділянці магістралі усі подальші за ним ділянки разом з відгалуженнями не забезпечуватимуться водою.

Кільцеві мережі надійніші в експлуатації, оскільки у разі аварії на одній з ліній при її виключенні споживачі забезпечуватимуться водою по іншій лінії.

Водопровідні мережі, що є протипожежними, мають бути кільцевими. Як виняток, допускають тупикові лінії завдовжки не більше 200 м, коли прийняті заходи проти замерзання цих ліній.

Відстань водопровідних мереж до будівель, споруд, доріг, а також інших мереж слід призначати залежно від конструкцій фундаментів будівель, типу доріг, глибини заставляння, діаметру і характеру мереж, натиску в них і розмірів колодязів

Варіанти завдань видаються студентам на зняття у вигляді роздаткового матеріалу.

### 3.3 Розрахунок кільцевої водопровідної мережі

У будь-якій точці зовнішньої водопровідної мережі натиск має бути достатнім для того, щоб вода під його дією могла поступати із зовнішньої по внутрішній водопровідній мережі до самого верхнього і найбільш віддаленого водозабірного приладу.

Необхідний вільний мінімальний натиск ( $H_{св}$ ) у водопровідній мережі в точці приєднання введення у будівлю визначається як сума геометричної висоти підйому води ( $H_r$ ), запасу натиску для нормальної роботи водорозбірних приладів ( $H_{из}$ ) і втрат натиску по довжині трубопроводу від введення до найбільш видаленого водорозбірного приладу ( $h_{дл}$ ):

$$H_{св} = H_r + H_{из} + h_{дл}, \quad (3.1)$$

При одноповерховій забудові необхідний вільний мінімальний натиск складає не менше 10 метрів. При багатоповерховій - на перший поверх приймається 10 метрів, а на кожен подальший під час максимального водоспоживання - по 4 метри, в інші години - по 3,5 метри.

$$H_{св} = 10 + h_1 \cdot (n - 1), \quad (3.2)$$

де  $h_1$  - натиск, що приймається, на один поверх, м; ,  
 $n$  - кількість поверхів будівлі.

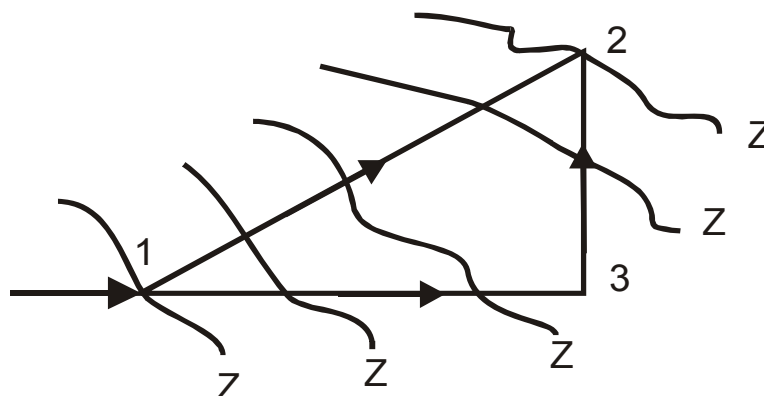
Під п'єзометричною відміткою у вузлі водопровідної мережі мається на увазі сума відмітки землі і вільного натиску в цьому вузлі.

$$\Pi_i = H_{св}^i + Z_i, \quad (3.3)$$

де  $\Pi_i$  - п'єзометрична відмітка, м;  
 $H_{св}^i$  - вільний натиск в  $i$ -ій точці, м; ,  
 $Z_i$  - відмітка землі в  $i$ -ій точці, м.

#### Завдання. 1

Визначити  $H_{св}$  і п'єзометричні відмітки у вузлових точках. Поверховість - 5 поверхів.  $h_1 - 2=0,8$  м,  $h_2 - 3=0,6$  м,  $h_3 - 1=1,4$  м.



$$H_{св}^2 = 10 + 4 \cdot (5 - 1) = 26 \text{ м.}$$

$$\Pi^2 = 45 + 26 = 71 \text{ м.}$$

$$\Pi^3 = 71 + 0,6 = 71,6 \text{ м.}$$

$$H_{св}^3 = 71,6 - 43,4 = 28,2 \text{ м.}$$

$$\Pi^1 = 71,6 + 0,8 = 72,4 \text{ м.}$$

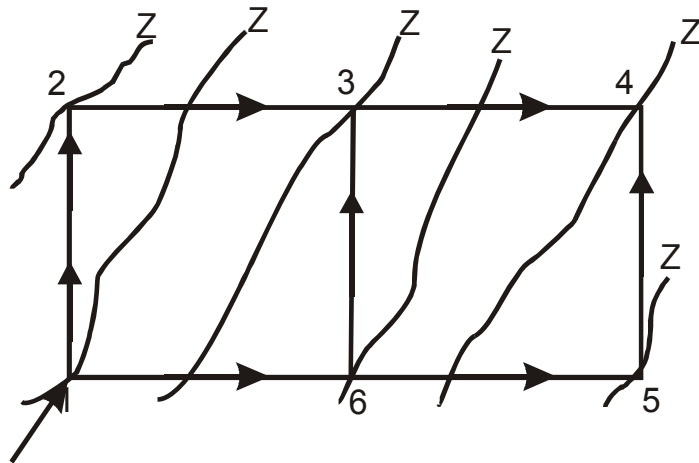
$$H_{св}^1 = 72,4 - 41 = 31,4 \text{ м.}$$

$$\Pi^1 = 71 + 1,4 = 72,4 \text{ м.}$$

$$H_{св}^1 = 72,4 - 41 = 31,4 \text{ м.}$$

### Завдання 2.

Визначити Нсв і п'єзометричні відмітки у вузлових точках. Поверховість - 8 поверхів.  $h_1 - 2 = 1,5 \text{ м}$ ,  $h_2 - 3 = 0,5 \text{ м}$ ,  $h_3 - 4 = 1,2 \text{ м}$ ,  $h_4 - 5 = 1,3 \text{ м}$ ,  $h_5 - 6 = 2,0 \text{ м}$ ,  $h_6 - 1 = 0,6 \text{ м}$ . Відмітки поверхні землі у вузлових точках рівні:  $Z_1 = 144,6$ ,  $Z_2 = 144 \text{ м}$ ,  $Z_3 = 146 \text{ м}$ ,  $Z_4 = 148 \text{ м}$ ,  $Z_5 = 149 \text{ м}$ ,  $Z_6 = 147 \text{ м}$ .



$$H_{св}^4 = 10 + 4 \cdot (8 - 1) = 38 \text{ м.}$$

$$\Pi^4 = 38 + 148 = 186 \text{ м.}$$

$$\Pi^3 = 186 + 1,2 = 187,2 \text{ м.}$$

$$H_{св}^3 = 187,2 - 146 = 41,2 \text{ м.}$$

$$\Pi^2 = 187,2 + 0,5 = 187,7 \text{ м.}$$

$$H_{св}^2 = 187,7 - 144 = 43,7 \text{ м.}$$

$$\Pi^1 = 187,7 + 1,5 = 189,2 \text{ м.}$$

$$H_{св}^1 = 189,2 - 144,6 = 44,6 \text{ м.}$$

$$\Pi^5 = 186 + 2,0 = 188 \text{ м.}$$

$$H_{св}^5 = 188 - 149 = 39 \text{ м.}$$

$$\Pi^6 = 188 + 0,6 = 188,6 \text{ м.}$$

$$H_{св}^6 = 188,6 - 147 = 41,6 \text{ м.}$$

## ВАРІАНТИ

### Завдання 1.

Визначити Нсв і п'єзометричні відмітки у вузлових точках. Початкові дані приведені в таблиці.

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Поверховість забудови	16	12	14	10	8
Втрати натиску на ділянках ,м					
$h_{1-2}$	0,7	1,0	1,2	0,5	1,1
$h_{2-3}$	0,5	0,8	1,0	0,3	0,9
$h_{3-1}$	0,6	0,9	1,1	0,4	1,0
Відмітки поверхні землі у вузлових точках, м :					
$Z_1$	78	60	95	214	147
$Z_2$	82	64	115	225,6	151
$Z_3$	80,3	62,2	105,4	218	149,5

### Задача 2

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Поверховість забудови	9	10	12	13	15
Втрати натиску на ділянках, м:					
$h_{1-2}$	1,7	1,9	1,3	1,1	1,8
$h_{2-3}$	0,7	0,9	0,2	0,1	0,8
$h_{3-4}$	1,4	1,6	1,0	0,8	1,5
$h_{4-5}$	1,5	1,7	1,1	0,9	1,6
$h_{5-6}$	2,2	2,4	1,8	1,6	2,3
$h_{6-1}$	0,8	1,0	0,4	0,2	0,9
Відмітки поверхні землі у вузлових точках, м :					
$Z_1$	42	105	69	53	20
$Z_2$	41	100	68	52	15
$Z_3$	43	110	70	54	25
$Z_4$	45	120	72	56	35
$Z_5$	46	125	73	57	40
$Z_6$	44	115	71	55	30

#### 4. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ СПОРУД ТА ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ (для заочної форми навчання)

##### 4.1 Особливості гідравлічного розрахунку відкритих каналів Визначення елементів живого перерізу потоку і допустимих середніх швидкостей течії

У руслах трапецеїдального поперечного перерізу при однаковій крутизні відкосів площа живого перерізу дорівнює

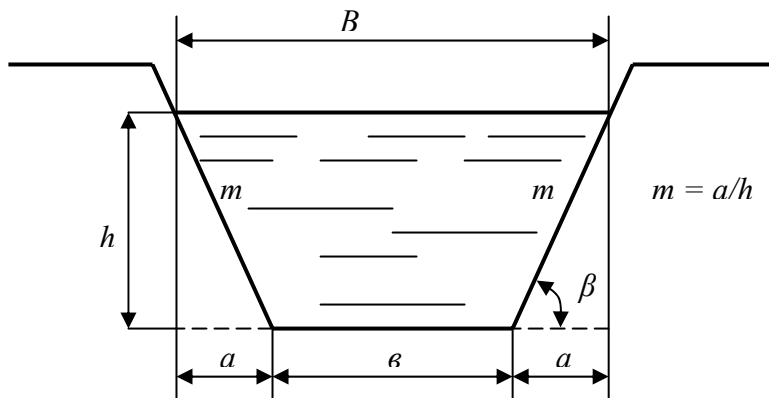


Рис. 4.1 – Основні елементи живого перерізу каналу при однаковій крутизні відкосів

$$\omega = (b + mh)h, \quad (4.1)$$

змочений периметр

$$X = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, \quad (4.2)$$

ширина русла на вільній поверхні рідини

$$B = b + 2mh, \quad (4.3)$$

де:  $b$  – ширина русла на дні;

$m$  – коефіцієнт закладення відкосів ( $m = \text{ctg}\beta$ ),

$h$  – глибина течії у даному перерізі.

При різній крутизні відкосів (рис. 2.2) площа живого перерізу

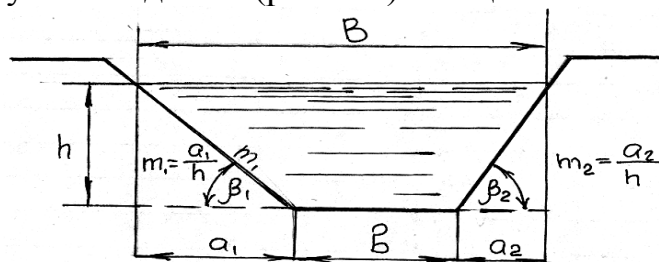


Рис. 4.2 Основні елементи живого перерізу каналу при різній крутизні відкосів

$$\omega = (b + m_{cp}h)h, \quad (4.4)$$

$$m_{cp} = \frac{m_1 + m_2}{2}, \quad (4.5)$$

змочений периметр

$$X = b + h(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}). \quad (4.6)$$

Ширина русла по вільній поверхні рідини

$$B = b + 2m_{cp} h. \quad (4.7)$$

При визначенні геометричних елементів русел прямокутного і трикутного поперечного перерізу (рис 2.3) використовують ті ж залежності, що і для русел трапецеїдального поперечного перерізу, маючи на увазі що  $m = 0$  (для прямокутного), або  $v=0$  (для трикутного).

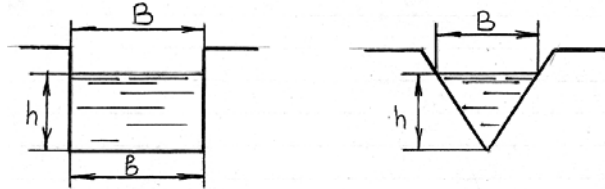


Рис. 4.3 – Прямокутний та трикутний перерізи каналу

Для русел криволінійного поперечного перерізу безпосереднє визначення елементів живого перерізу течії дуже складне. Для типових перерізів, таких як коло, коритоподібне, овоїдальне та інші складають допоміжні таблиці (додатки 27,28,29). У цих таблицях залежно від відносної глибини наповнення

$$\Delta = \frac{h}{z}$$

подаються:

- відносна площа живого перерізу

$$\omega^1 = \frac{\omega}{r^2},$$

- відносний змочений периметр

$$x^1 = \frac{x}{r},$$

- відносна ширина русла по вільній поверхні рідини

$$B^1 = \frac{B}{r},$$

- відносний гідравлічний радіус

$$R^1 = \frac{R}{r}.$$

Гідравлічний радіус і середня в перерізі швидкість для русел будь-якого поперечного перерізу

$$R = \frac{\omega}{X}, \quad (4.8)$$

$$V = \frac{Q}{\omega}. \quad (4.9)$$

Допустимі нерозмиваючі середні в перерізі швидкості протікання води  $V_{доп}$  залежать від характеру ґрунту або типу укріплення русла і глибини водотоку (додаток 30). Наведені у таблиці додатку 30 значення швидкостей інтерполювати не треба. Якщо на початку розрахунку глибина потоку невідома, приймають значення  $V_{доп} = 0,4$  м/с.

Допустимі незамулюючі середні в перерізі швидкості протікання води  $V_{\min}$  залежать від кількості завислих речовин, їх розмірів, витрати і глибини течії. Для визначення цих швидкостей існує ряд залежностей і таблиць. Деякі з них наведені в додатках 31,32.

Якщо насиченість течії насосами з діаметром часток, більшим за 0,25 мм не перевищують 0,01% за вагою, то

$$V_{\min} = a\sqrt{R}, \quad (4.10)$$

де  $R$  дано в метрах, а значення множника  $a$  наведені в додатку 30.

Допустимі незамулюючі швидкості можна визначати за залежністю А. С. Гіршкана:

$$V_{\min} = AQ^{0,2}, \quad (4.11)$$

де:  $Q$  – витрата,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$A$  – коефіцієнт, який залежить від гідравлічної крупності насосів (додаток 32).

Допустимі незамулюючі середні в перерізі швидкості  $V_{\min}$  в  $\text{м}/\text{с}$  за даними В.Н. Гончарова (додаток 31).

### Приклади розв'язання задач

**Приклад 1.** Встановити, чи буде розмиватися або замулюватися канал трапецеїдального поперечного перерізу за такими умовами:

а) ширина русла по дну  $b = 1,4\text{м}$ , коефіцієнт закладення відкосів  $m = 1,0$ , кріплення дерен в стіну, витрата  $Q = 0,88 \text{ м}^3/\text{с}$ , течія тягне середньопіщані насоси, глибина течії  $h = 0,8 \text{ м}$ ;

б)  $b=0$ ;  $m = 1,5$ ;  $h = 1\text{м}$ , русло прорито в щільних лісовидних ґрунтах,  $Q=2,1 \text{ м}^3/\text{с}$ , насоси – крупнопіщані;

в)  $b=1,2 \text{ м}$ ;  $m=0$ ;  $h=0,9 \text{ м}$ ; русло закріплено кладкою цегли на цементному розчині, насоси з середнім діаметром часток  $d_{\text{ср}} = 0,4 \text{ мм}$ ;  $Q=1,3 \text{ м}^3/\text{с}$ .

#### Розв'язання:

$$\text{а) } 1. \omega = (b + mh)h = (1,4 + 1,0 \cdot 0,8) \cdot 0,8 = 1,76 \text{ м}^2.$$

$$2. V = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,88}{1,76} = 0,5 \text{ м} / \text{с}.$$

3. За додатком 4  $V_{\text{доп}} = 2,5 \text{ м}/\text{с}$ .

4. У зв'язку з тим, що є характеристика насосів, визначаємо незамулюючі швидкості за В. Н. Гончаровим. За таблицею (додаток 31)  $V_{\min} = 0,6 \text{ м}/\text{с}$ .

5. Маємо визначену швидкість  $V = 0,5 \text{ м}/\text{с}$ , яка менша ніж  $V_{\min} = 0,6 \text{ м}/\text{с}$ , при цьому буде йти замулювання каналу.

б) 1. Маємо трикутний переріз каналу

$$\omega = (b + mh)h = (0 + 1,5 \times 1) \times 1 = 1,5 \text{ м}^2.$$

2. Швидкість у каналі

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{2,1}{1,5} = 1,4 \text{ м} / \text{с}.$$

3. За додатком 30  $V_{\text{доп}} = 1,0 \text{ м}/\text{с}$ .

4. Характеристику насосів визначаємо за додатком 32  $V_{\min} = 1 \text{ м}/\text{с}$ .



5. Маємо швидкість  $V = 1,4$  м/с, яка більше за  $V_{\text{доп}} = 1,0$  м/с і  $V_{\text{min}} = 0,87$  м/с, при цьому буде йти розмивання русла.

в) Маємо прямокутний переріз каналу:

$$1) \omega = (b + mh)h = (1,2 + 0 \times 0,9)0,9 = 1,08 \text{ м}^2,$$

2) швидкість у каналі

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{1,3}{1,08} = 1,2 \text{ м}^2 / \text{с},$$

3) за додатком 29  $V_{\text{доп}} = 1,9$  м/с,

4) маємо характеристику насосів

$$X = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 1,2 + 2 \cdot 0,9\sqrt{1 + 0^2} = 3,0 \text{ м}^2,$$

$$R = \frac{\omega}{X} = \frac{1,08}{3,0} = 0,3 \text{ м}.$$

За додатком 30 знайдемо значення множник  $a$   $d_{\text{cp}} = 0,4$  мм,  $a = 0,67$  м/с

$$V_{\text{min}} = a\sqrt{R} = 0,67\sqrt{0,3} = 0,48 \text{ м} / \text{с}.$$

5) Швидкість води в каналі  $V = 1,2$  м менша допустимої  $V_{\text{доп}} = 1,9$  м/с, але більша мінімальної  $V_{\text{min}} = 0,48$  м/с. Можна сказати, що русло захищене від випадання мулу і розмивання.

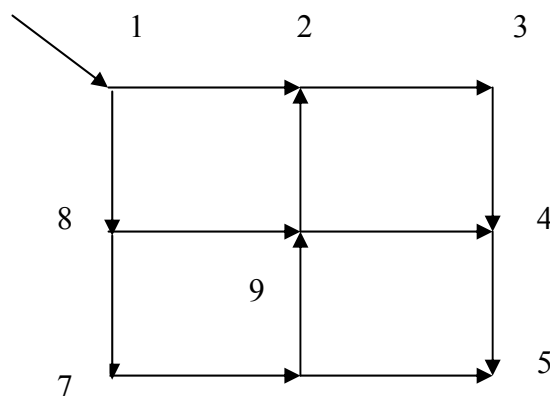
#### ВАРІАНТИ

Похідні дані	Норми варіантів				
	1	2	3	4	5
m	1,2	1	1,2	1,3	1
$Q, \text{м}^3/\text{с}$	0,83	1	1,5	1,2	0,87
h	0,9	0,8	1	1	1,3
b	0	1,3	1,1	1,2	1,5

#### 4.2 Гідравлічний розрахунок кільцевої водопровідної мережі (елементи розрахунку)

##### Завдання 1.

Уточнити витрати на ділянках



$$\begin{array}{lll}
\Delta h_1 > 0 & \Delta q_1 > 1,3 & q_{2-9} > 70 \\
\Delta h_2 > 0 & \Delta q_2 > 2,5 & q_{8-9} > 50 \\
\Delta h_3 < 0 & \Delta q_3 < 2 & q_{9-4} < 95 \\
\Delta h_4 < 0 & \Delta q_4 < 2,1 & q_{9-6} < 90
\end{array}$$

$$Q_{2-9} = 70 + 1,3 - 2,5 = 68,8$$

$$Q_{8-9} = 50 + 1,3 + 2 = 53,3$$

$$Q_{9-4} = 95 + 2,5 + 2,1 = 99,6$$

$$Q_{9-6} = 90 - 2 + 2,1 = 90,1$$

## ВАРІАНТИ

### Завдання 2.

Похідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
$\Delta h_1$	>0	>0	<0	>0	<0
$\Delta h_2$	<0	>0	<0	<0	<0
$\Delta h_3$	<0	>0	>0	>0	>0
$\Delta h_4$	>0	<0	<0	<0	>0
$q_{2-9}$	80	30	70	55	45
$q_{8-9}$	85	40	100	65	76
$q_{9-4}$	100	50	105	70	52
$q_{9-6}$	78	45	110	78	80
$\Delta q_1$	1.2	1.7	1.1	2.1	2.5
$\Delta q_2$	1.6	1.5	1.3	1.1	2.1
$\Delta q_3$	1.1	1.3	1.4	1.8	1.9
$\Delta q_4$	1.3	1.2	1.7	1.9	1.5

## СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. СНиП 2.04.02-84 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – М.: Стройиздат, 1985.
2. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. – М.: Стройиздат, 1985.
3. Абрамов Н. Н. Водоснабжение. – М.: Стройиздат, 1982.
4. Кедров В. С. Водоснабжение и канализация: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1984.
5. Сомов М. А. Водопроводные системы и сооружения: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1988.
6. Калицун В. И. Гидравлика, водоснабжение и канализация: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1980.
7. Кожинов И. В., Добровольский Р.Г. Устранение потерь воды при эксплуатации систем водоснабжения. – М.: Стройиздат, 1988.
8. Голубець М.А. Конспект лекцій з курсу „Екологія та охорона природи”. Теоретичні основи екології, охорони природи. Комплекс природоохоронних заходів./ Голубець М.А., Кучерявий В.А., Генсірук С.А та ін. – К.: УМК ВО, 1990.
9. Основи загальної екології: Підручник. / Білявський Г.О. та ін. – К.: Либідь, 1995.
10. Стольберг Ф.В. Экология города: Учебник. – К.: Либра, 2000.

Навчальне видання

Методичні вказівки  
для проведення практичних занять і виконання  
контрольних робіт з навчальної дисципліни **«Водопостачання»**  
(для студентів 4 курсу всіх форм навчання напряму  
підготовки 6.060103 – «Гідротехніка (Водні ресурси)»)

Укладачі: **Благодарна** Галина Іванівна,  
**Булгакова** Олеся Вікторівна

Відповідальний за випуск *С. С. Душкін*

Редактор *С. В. Тимощук*

Комп'ютерне верстання *К. А. Алексанян*

План 2010, поз. 101 м

---

Підп. до друку 28.01.2011  
Друк на різнографі.  
Зам. №

Формат 60x84/16  
Ум. друк. арк. 2,11  
Тираж 50 пр.

---

Видавець і виготовлювач:  
Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, м. Харків, 61002  
Електронна адреса: rektorat@ksame.kharkov.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.